

論文 エネルギー入力速度法を用いた鉄筋コンクリート造建物の修復性—安全性関係の推定法

大西 直毅^{*1}・小村 欣嗣^{*2}・衣笠 秀行^{*3}・向井 智久^{*4}

要旨: 安全限界時の設計において全体降伏機構以外の限界状態を検討するため、7階建ての鉄筋コンクリート造建物を対象に、全体降伏機構となるよう設計した建物を基本として、下層に変形が集中するように非降伏層の降伏強度を十分に大きく設定した6つの建物について、その修復性と安全性についての検討を行った。さらにフレームモデルの静的漸増解析結果を用いて等価一自由度に置換し、エネルギー入力速度法を用いた修復性と安全性の推定法について検討した。修復性能の推定に静的漸増解析より得られる変形分布を用い、安全性能の推定に減衰定数を5%とした弾性のエネルギー入力速度法を用いれば概ね安全側の推定値となる。

キーワード: 安全限界, 地震動倍率, 修復性, エネルギー入力速度, 降伏機構, 等価一自由度

1. はじめに

現在の耐震設計法は建物各層の梁端部に降伏ヒンジを計画し全体降伏機構を形成する設計法が推奨されている。これに対し本研究では安全限界時の修復性を考慮することで全体降伏機構以外を含む限界状態設計の検討を行っており、既稿^{1),2)}では損傷を建物の一部に集中させて地震後の復旧に要する時間と費用を削減するとともに安全性が確保されるように限界修復性と地震動倍率の関係を考慮する性能評価型設計法の検討を行ってきた。

本稿では7階建ての鉄筋コンクリート造建物を対象に、全体降伏機構となるよう設計した建物を基本として、下層に変形が集中するように非降伏層の降伏強度を十分に大きく設定した6つの建物について、その修復性と安全性についての検討を行った。

さらにフレームモデルの静的漸増解析結果を用いて等価一自由度に置換し、エネルギー入力速度法³⁾を用いた修復性と安全性の推定法について検討した。

2. 修復性と安全性を考慮した性能評価型設計

2.1 修復性能と安全性能の定義

基準とする地震波に乗ずる倍率（以下、地震動倍率と呼ぶ）を変化させて地震応答解析を行い、安全限界を最大層間変形角の正負平均値（以下、最大層間変形角と略す）が限界変形角（本稿では2%とした）に達したときと定義する。修復性能の指標には、構造部材および非構造部材にかかる修復費用が層間変形角に比例すると仮定して、全層の層間変形角の和（以下、総層間変形角と呼ぶ）を用い、安全性能の指標はそのときの地震動倍率とした。

2.2 修復性能と安全性能の関係

修復性能と安全性能の関係は、縦軸を地震動倍率、横軸をそのときの総層間変形角としたグラフで表す。図-1は後述する7つの建物モデルに対して修復性能と安全性能の値をプロットした例である。同図のように目標安全性能と目標修復性能を定めるとき、左上の灰色の範囲に入るように設計すれば目標性能を満足していることになる。

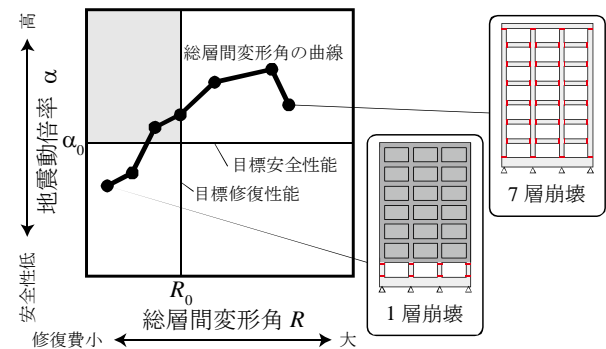


図-1 修復性能と安全性能の関係

3. 解析方法

3.1 解析モデル

対象建物は7階建ての鉄筋コンクリート造とし、基本モデルは全体降伏機構となるよう設計した。以下、これを「7層崩壊モデル」と呼ぶことにする。図-2に建物モデルを示す。SNAP（(株)構造システム）の2次元フレームモデルを用い、部材端部には剛域を設定した⁴⁾。また梁は図-2(c)のようなT字型断面として断面積と断面2次モーメントを計算した。危険断面位置の材端ばねはトリリニアモデル（剛性低減型モデルCP3）とし、降

*1 東京理科大学 理工学部建築学科 助教 博（工）（正会員）

*2 東京理科大学 理工学部建築学科 修士課程（学生会員）

*3 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博（正会員）

*4 独立行政法人 建築研究所 博（工）（正会員）

伏時剛性低下率 $\alpha_y=1/3$, 降伏後剛性を初期剛性の $1/1000$, 降伏後の除荷剛性の低減係数の指数を 0.5 , 内部ループからの除荷剛性に対する低減係数を 1.0 とした。

7層崩壊モデルの柱と梁の曲げ耐力は文献5に従って A_i 分布に基づく外力分布を元に設定した。設定した柱と梁の危険断面の降伏モーメントを図-3に示す。ひび割れモーメントは降伏モーメントの $3/10$ とした。図-4に7層崩壊モデルの静的漸増解析結果を示す。

さらに基本モデルの他に上から順に降伏させない層

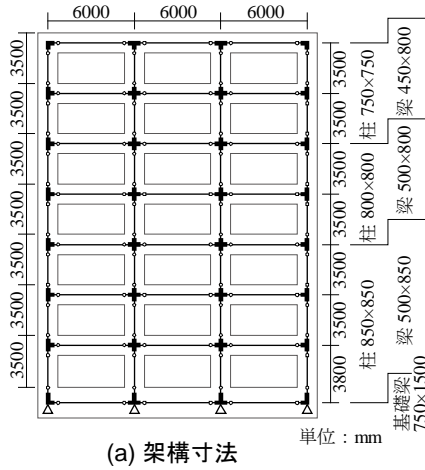
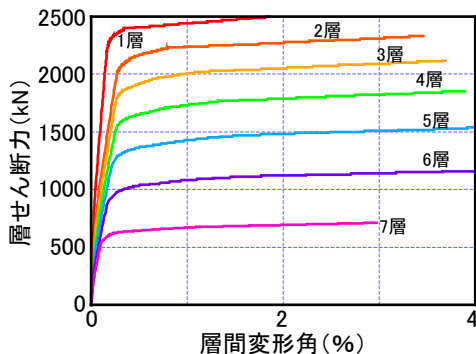
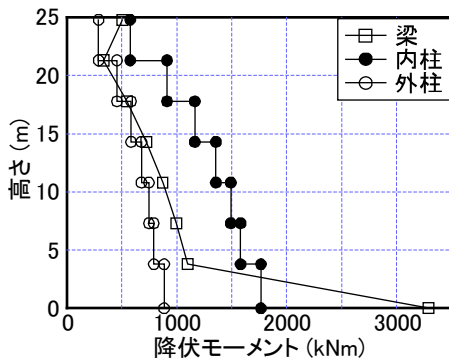


図-2 フレームモデル



(以下, 非降伏層と呼ぶ) とした6つのモデルを作成し(図-5), それらの修復性能と安全性能について検討した。非降伏層は降伏モーメントを十分大きく設定することで降伏させないものとし, ひび割れモーメントは7層崩壊モデルと同じ値とした。 A_i 分布に基づく外力分布による静的漸増解析において, 設定した降伏機構を形成したときのベースシア係数を表-1に示す。

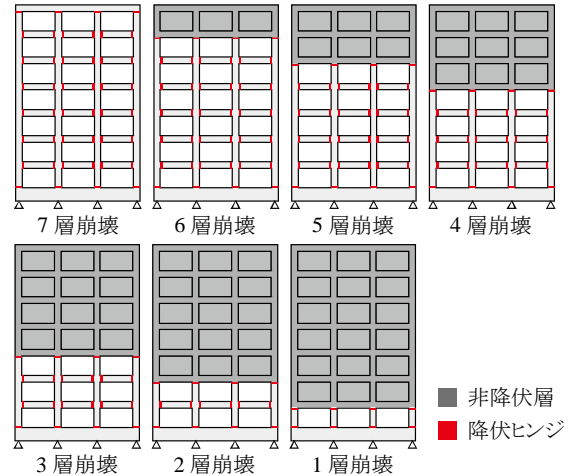


表-1 降伏機構形成時のベースシア係数 C_B

降伏層数	7	6	5	4	3	2	1
C_B	0.270	0.275	0.283	0.294	0.309	0.342	0.493

いずれのモデルも固有値解析より得られた弾性一次固有周期は 0.52 秒であった。なお軸方向ばねは弾性とし, せん断変形は考慮しない。各時刻ステップの計算は最大不釣合力が全重量の 0.2% 以下になるまで反復した。解析時間は 20 秒とし, 後述の地震入力エネルギー E_D はこの 20 秒の時刻における累積エネルギーとした。また瞬間剛性比例型減衰定数として 3% を与えた。

3.2 入力地震波

地震応答解析に用いた入力地震波を表-2に示す。Kobe位相告示波およびRandom波は平成12年建設省告示第1461号の極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルに平成12年建設省告示第1457号の第2種地盤の増幅率 G_s を乗じた加速度応答スペクトルに合わせて作成した。KobeNS位相告示波にはKobe1995NSの位相スペクトルを用い, Random波は位相角分布を乱数で与え, Jennings型の強度関数を用いて作成した100波のうち, 前節の7層崩壊モデルを用いた地震応答解析より得られた総層間変形角の順に並べた最大のものをRandom.max, 中央値となったものをRandom.medとした。図-6にRandom波100波を入力としたときの7層崩壊モデルの層間変形角分布および総層間変形角の累積度数分布を示す。Random.medは最大層間変形角が 2% 以下となった。

表-2 使用地震波

地震波名	PGA (cm/s ²)	加速度応答スペクトル	位相
Kobe1995NS	805.45	神戸海洋気象台観測波 NS 成分	
KobeNS 位相	624.58	告示第2種地盤	Kobe1995NSの位相スペクトル
Random.max	602.18	告示第2種地盤	位相角差分布を乱数
Random.med	625.00	告示第2種地盤	位相角差分布を乱数

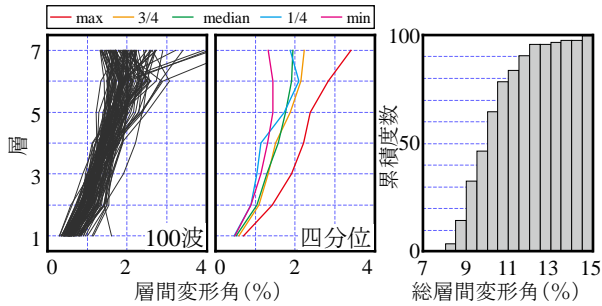


図-6 Random 波入力時の層間変形角および総層間変形角の累積度数分布

4. 解析結果

4.1 地震動倍率と総層間変形角の関係

地震動倍率を 0.45 から 1.25 まで 0.05 刻みで変化させて各崩壊モデルの地震応答解析を行い、最大層間変形角および総層間変形角を求めた。図-7 に地震動倍率と最大層間変形角または総層間変形角との関係を示す。最大層間変形角は降伏層数が少ないほど小さい地震動倍率で限界変形角に達する傾向にあり、総層間変形角は同じ地震動倍率のときに降伏層数が多いほど大きくなる傾向にある。しかしながら地震応答解析では一部の層に変形が集中することがあり、そのような建物モデルと入力地震波の組み合わせでは安全限界時の地震動倍率が小さくなることに注意が必要である。

4.2 安全限界時の地震動倍率

前節の図-7 から各崩壊モデルの総層間変形角が限界変形角 2%に達するときの地震動倍率を線形補間によって求め、1 層崩壊モデルから順に繋いだ曲線を図-8 に示した。図-7 の曲線が単調増加となり前節で述べた降伏層数と最大層間変形角の大小関係が成立すれば、7 つの崩壊モデルの地震動倍率と総層間変形角を繋ぐ曲線は概ね右上がりとなるが、一部の層に変形が集中すると小さい地震動倍率で最大層間変形角が限界変形角に達してしまい、総層間変形角は小さくなる。そのため KobeNS 位相を入力地震波とした 6 層崩壊モデルのように地震動倍率と総層間変形角がともに極端に小さいケースが現れた。このとき図-5 の降伏ヒンジに加えて柱端にも降伏ヒンジが生じていた。

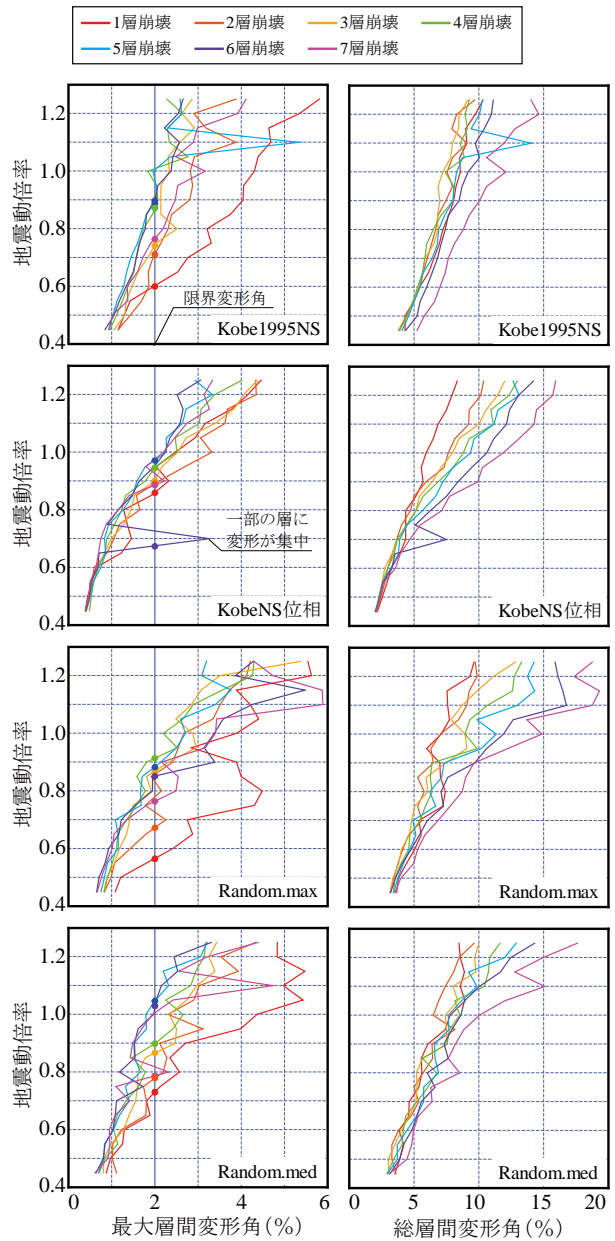


図-7 地震動倍率と最大層間変形角・総層間変形角

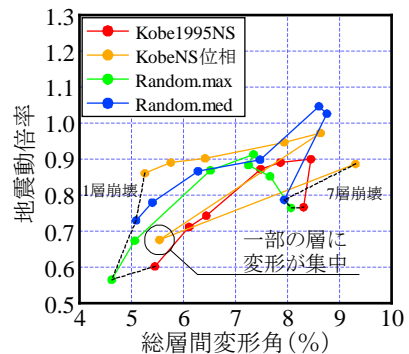


図-8 地震動倍率と総層間変形角の関係

5. 等価一自由度モデル及びエネルギー入力速度法との比較

5.1 等価一自由度への置換

各崩壊モデルに静的漸増解析を行い得られた層せん

断力と層間変位との関係から式(1)によって代表変位 δ_s を求め、ベースシアと代表変位との関係を図-9に示した。

$$\delta_s = \frac{\sum_{i=1}^7 (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^7 (m_i \delta_i)} \quad (1)$$

ここに、 m_i : 各層の質量、 δ_i : 各層の変位である。

この曲線を元に以下の手順で等価一自由度モデルの骨格曲線を与え、得られた骨格曲線をベースシアと代表変位の関係に置き換えたものを図-9に重ねた。

手順(1) 初期剛性 K_0

弾性固有周期を $T_n = 0.02H$ (H は建物高さ) により求め、式(2)より求めた等価質量 \bar{M} を用いて式(3)から初期剛性を求める。

$$\bar{M} = \frac{(\sum_{i=1}^7 m_i \delta_i)^2}{\sum_{i=1}^7 m_i \delta_i^2} \quad (2)$$

$$K_0 = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 \bar{M} \quad (3)$$

手順(2) 降伏点・ひび割れ点

表-1の降伏時ベースシア係数 C_B と等価質量 \bar{M} から降伏耐力 P_y を求め、降伏時剛性低下率 $\alpha_y=1/3$ と初期剛性 K_0 から求めた降伏時割線剛性から降伏変位 δ_y を求める。ひび割れ耐力は降伏耐力の3分の1とする。

手順(3) 安全限界点

静的漸増解析から得られた変形分布を用いて最大層間変形角が限界変形角 2%となるステップの層間変形量から、仕事量の釣合に基づく式(4)により安全限界変位 δ_u を求める。

$$Q_B \cdot \delta_u = \sum_{i=1}^7 (P_i \cdot \delta_i) \quad (4)$$

ここに、 Q_B : ベースシア、 P_i : Ai分布に基づく外力分布、 δ_i : 第 i 層の変位である。

5.2 エネルギー入力速度法による地震動倍率の推定

前節の骨格曲線を用いて各崩壊モデルにエネルギー入力速度法³⁾(図中 EIV と略記する)を用いれば地震終了時までの総エネルギー入力量 E_D (以下、エネルギー入力量と略記する)と地震時繰り返し回数 N_D を仮定して最大層間変形角が限界変形角に達するときの地震動倍率を求めることができる。本稿では E_D と N_D のスペクトルを仮定するのではなく、等価一自由度モデルの結果を元に弾性の E_D および N_D のスペクトルまたは各崩壊モデルの等価一自由度モデルの E_D 、 N_D を求め、それらを用いたエネルギー入力速度法の適用性を検討した。手順は以

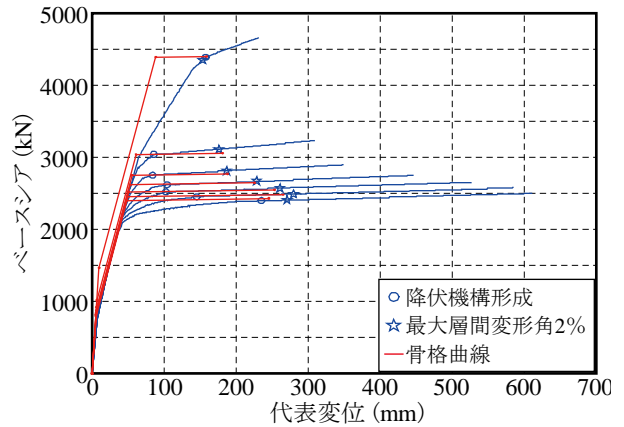


図-9 ベースシアと代表変位の関係

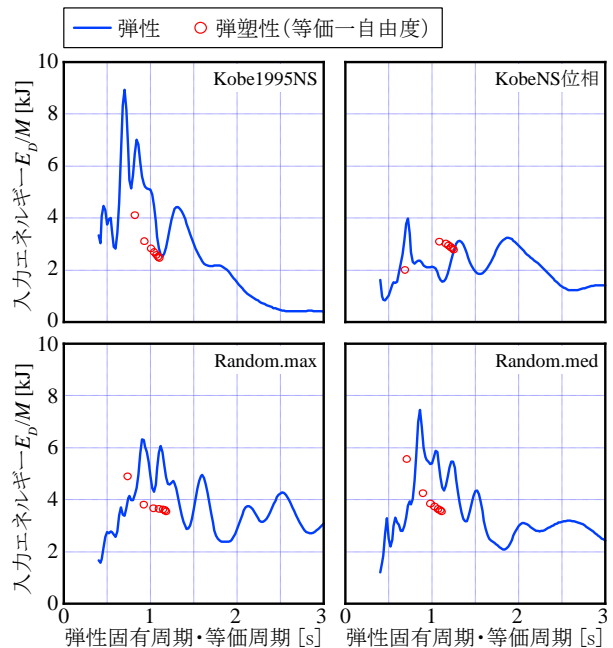


図-10 E_D スペクトル

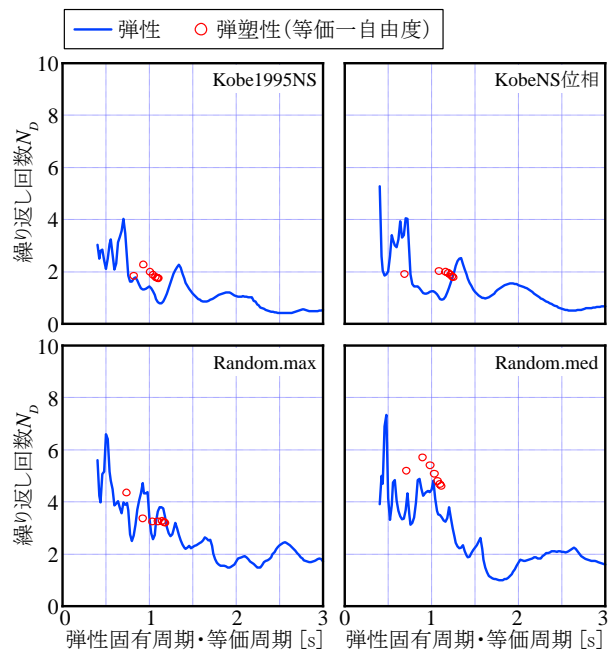


図-11 N_D スペクトル

下の通りである。

手順(1) 弾性の E_D と N_D スペクトルまたは各崩壊モデルの等価一自由度モデルの E_D と N_D

基準地震波を用いてエネルギー入力量 E_D と繰り返し回数 N_D を求める。弾性、弾塑性ともに N_D は式(5)より求める。

$$N_D = \frac{E_D}{\Delta E_{\max}} \quad (5)$$

ここに、 ΔE_{\max} は弾性の場合には弾性固有周期 T 、弾塑性の場合には 5.1 節の安全限界点の等価周期 T_e の間に建物に入力するエネルギーの最大値である。

図-10 に弾性の E_D スペクトルと等価一自由度モデルの地震応答解析より得られた E_D を、図-11 に弾性の N_D スペクトルと等価一自由度モデルの N_D をそれぞれ示す。減衰定数 h は弾性の E_D スペクトル、 N_D スペクトルを計算する場合は文献 3 を参考に 5% とし、弾塑性の E_D 、 N_D を計算する場合はフレーム解析と同じ 3% とした。

手順(2) 建物のエネルギー吸収量 E_S

エネルギー吸収量 E_S を弾性エネルギー E_y 、降伏後履歴吸収エネルギー E_{ds} 、繰り返し履歴吸収エネルギー E_c 、減衰エネルギー E_h の和として式(6)より求める (図-12)。

$$E_S = E_y + E_{ds} + E_c + E_h \quad (6)$$

ここに、

$$\begin{cases} E_y = 0.5P_y\delta_y \\ E_{ds} = 2P_y(\delta_u - \delta_y) \\ E_c = 4P_y\xi(N_D - 1)(\delta_u - \delta_y) \\ E_h = 2\pi hP_y\delta_u N_D \end{cases}$$

ループ面積係数 ξ ³⁾ は 0.5 とした。なお弾性の N_D スペクトルは弾性固有周期を安全限界時の等価周期と読み替えて用いる。

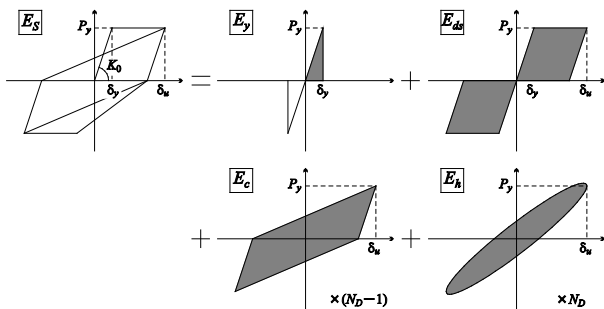


図-12 エネルギー吸収のモデル化

手順(3) 地震動倍率 α

得られたエネルギー吸収量 E_S とエネルギー入力量 E_D を用いて、式(7)より地震動倍率 α を求める。

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_S}{E_D}} \quad (7)$$

5.3 修復性能の推定

フレームモデルの地震応答解析から得られた安全限

界時の総層間変形角と、 A_i 分布に基づく外力分布による静的漸増解析から得られた安全限界時の総層間変形角を図-13 に示す。

降伏層数が少ない建物モデルでは地震応答解析と静的漸増解析との差は小さいが、5~7 層崩壊モデルではその差が大きいことがわかる。静的漸増解析では A_i 分布に基づく外力分布を用いたため全層がほぼ均等な変形角となったのに対し、地震応答解析では安全限界時の各層の層間変形角の分布が崩壊総数の多いモデルほど静的漸増解析とは異なる変形モードとなり、特定の層に変形が偏りやすくなるためと考えられる。特に KobeNS 位相の告示波では 6 層崩壊モデルにおいて中間層に変形が集中した結果、安全限界時の総層間変形角は静的漸増解析の約 55% となった。

等価一自由度モデルの弾塑性地震応答解析またはエ

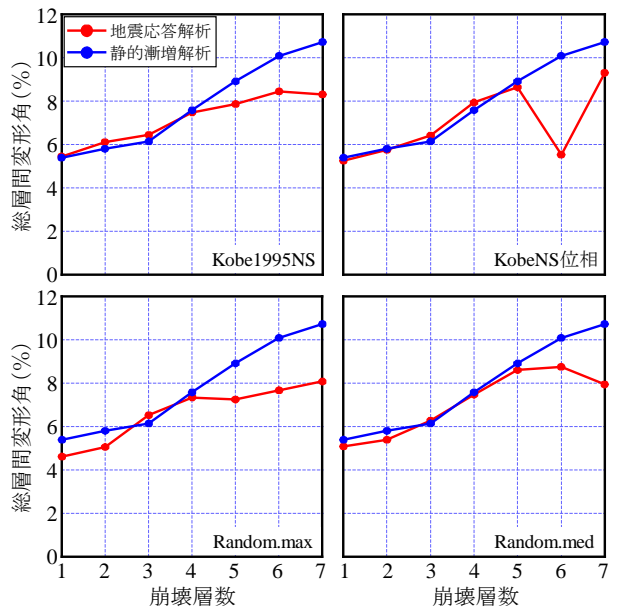


図-13 総層間変形角の推定

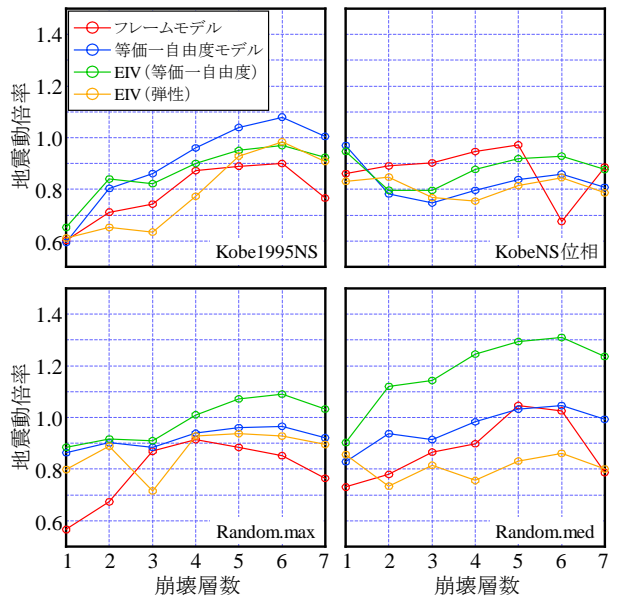


図-14 地震動倍率の推定

エネルギー入力速度法による修復性能の推定に静的漸増解析より得られる変形分布を用いれば概ね安全側となる。

5.4 安全性能の推定

フレームモデルの地震応答解析，等価一自由度モデルの地震応答解析から直接得られた地震動倍率と，弾塑性・弾性のエネルギー入力速度法により式(7)を用いて得られた地震動倍率を図-14に重ねて示す。

フレームモデルの結果に対する他の3つの推定法の比をとると，ほとんどの解析ケースで80%~120%の範囲に入っていた。

等価一自由度モデルの地震応答解析により求めた地震動倍率は，一部の層への損傷の集中を表せないため，フレームモデルの結果より安全性能が全般に高く推定される。

等価一自由度モデルの地震応答解析より得たエネルギー入力量 E_D と繰り返し回数 N_D を用いた弾塑性のエネルギー入力速度法による地震動倍率は N_D の算出に地震動倍率 1.0 の値を用いているが，Random.med を入力地震波としたケースでは N_D の値が大きめに算出されたため，地震動倍率が30%程度大きく推定された。

弾性のエネルギー入力速度法（減衰定数 5%）はほとんどの解析ケースにおいて地震動倍率が小さく，すなわち安全側に推定される。

6. まとめ

7階建ての鉄筋コンクリート造建物の安全限界時の修復性を考慮するため，フレームモデルによる地震応答解析によって，地震動倍率（安全性能指標）とそのときの総層間変形角（修復性能指標），およびそれら2つの指標の関係について検討を行い，さらに等価一自由度モデルとエネルギー入力速度法によって安全性能と修復性能を簡易的に推定し，その精度について検討し，次の結論を得た。

- (1) 地震動倍率を変化させてフレームモデルの地震応答解析を行い，地震動倍率ごとの最大層間変形角と総層間変形角を求めた。最大層間変形角は降伏層数の少ない建物モデルほど小さい地震動倍率で限界変形角に達する傾向にある。一方で総層間変形角は同じ地震動倍率のときに降伏層数が多い建物モデルほど大きくなる傾向にある。
- (2) 7つの崩壊モデルの安全限界時の地震動倍率と総層間変形角を繋ぐ曲線は概ね右上がりとなるが，地震応答解析では一部の層に変形が集中することがあり，KobeNS 位相告示波を入力とした6層崩壊モデルでは小さい地震動倍率で安全限界に達してしまい，総

層間変形角も小さく算出された。このことは安全限界時の安全・修復性能を推定する上で注意が必要である。

- (3) フレームモデルの地震応答解析から得られた安全限界時の総層間変形角と A_i 分布に基づく外力分布による静的漸増解析から得られた安全限界時の総層間変形角を求めた。地震応答解析では中間層に変形が集中するケースにおいて安全限界時の総層間変形角が静的漸増解析結果の55%程度と小さく計算されることがある。等価一自由度モデルの弾塑性地震応答解析またはエネルギー入力速度法による修復性能の推定に静的漸増解析より得られる変形分布を用いれば概ね安全側となる。
- (4) フレームモデルの地震応答解析，等価一自由度モデルの地震応答解析から直接得られた地震動倍率と弾塑性・弾性のエネルギー入力速度法により得られた地震動倍率を比較した結果，フレームモデルの結果に対する他の3つの推定法の比をとるとほとんどの解析ケースで80%~120%の範囲に入っていた。等価一自由度モデルの弾塑性地震応答解析と弾塑性のエネルギー入力速度法による推定ではフレームモデルの結果より大きめの推定となったが，減衰定数を5%とした弾性のエネルギー入力速度法による推定ではほとんどのケースで地震動倍率が安全側に推定された。

参考文献

- 1) 小村欣嗣，衣笠秀行，向井智久，大西直毅：靱性設計された建物の安全性・修復性関係に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.19-24，2011
- 2) 小村欣嗣，衣笠秀行，向井智久，大西直毅：靱性設計された建物のエネルギー入力速度法を用いた安全性・修復性関係の推定精度に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.43-48，2012
- 3) 向井智久，衣笠秀行，野村設郎：地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算出法とその精度検証，日本建築学会構造系論文集，Vol.532，pp.137-143，2000.6
- 4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010，日本建築学会，pp.87-89
- 5) 梅野達三，市之瀬敏勝，籠橋英伸：RC建物の応答変位予測型耐震診断法（その3）フレームモデルへの適用，日本建築学会東海支部研究報告集，Vol.38，pp.201-204，2000